

基于构件变形的钢筋混凝土剪力墙结构抗震性能研究

韩小雷^{1,2}, 崔济东¹, 沈雪龙¹, 刘婉筠¹

(1. 华南理工大学 土木与交通学院, 广东广州 510640;

2. 华南理工大学 亚热带建筑科学国家重点实验室, 广东广州 510640)

摘要:以钢筋混凝土构件的变形性能指标限值为基础,提出基于构件性能的钢筋混凝土剪力墙结构抗震性能判定准则和评估方法,并给出结构“抗大震能力储备系数”的概念,用以定量评估结构抵抗特大地震的能力储备。在此基础上,按现行规范设计了27个剪力墙结构模型,采用有限元分析软件 PERFORM-3D 进行弹塑性动力时程分析和 IDA 分析,并采用文中提出的结构性能判定准则和方法对结构进行性能评估。结果表明:剪力墙结构层间位移角大小与构件损伤程度不相符合,仅用层间位移角评估结构的抗震性能尚有不足;在7度0.1g、7度0.15g和8度0.2g抗震设防烈度下,场地特征周期为0.35s和0.45s的结构能够满足规定的性能要求,场地特征周期为0.65s的结构大多不能满足性能要求;按0.35s和0.45s场地特征周期设计的结构抗大震能力储备系数大多在1.2~1.4,具有一定的抵抗特大地震的能力储备。

关键词:剪力墙结构;增量动力分析;构件变形性能;抗大震能力储备系数

中图分类号: TU973.16 文献标志码: A

Research on seismic performance of RC shear wall structures based on member deformation

HAN Xiaolei^{1,2}, CUI Jidong¹, SHEN Xuelong¹, LIU Wanjun¹

(1. School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China;

2. State Key Laboratory of Subtropical Building Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract: A judging criterion and evaluating method for the seismic performance of shear wall structures on the basis of member deformation were put forward after theoretical analysis and gathering seismic damage examples, and the concept of seismic capacity margin ratio was proposed to quantitatively evaluate the capacity reserve for the structures to resist severe earthquakes. On this basis, 27 shear wall structure models were designed strictly according to the current codes, for which elasto-plastic time-history analysis and incremental dynamic analysis were conducted in PERFORM-3D, and then the seismic performance of these models was evaluated by the proposed criterion and method. Analysis results indicate that: inter-story drifts disagree with the member damage conditions, thus it is imperfect to evaluate the structural performance only by using inter-story drift; with the seismic fortification intensity of degree 7 (0.1g), degree 7 (0.15g) and degree 8 (0.2g), the structural models designed with the characteristic site period of 0.35s and 0.45s fulfill the seismic performance demand, while the majority of those designed with the characteristic site period of 0.65s do not; most of the values of seismic capacity margin ratio of the structural models designed with the characteristic site period of 0.35s and 0.45s range between 1.20 to 1.40, which indicates that these structures have certain capacity reserves to resist severe earthquakes.

Keywords: shear wall structure; incremental dynamic analysis; member deformation performance; seismic capacity margin ratio

0 引言

随着社会经济的快速发展和现代化城市人口的大量聚集,由于结构在地震作用下发生倒塌或局部构件发生严重破坏致使结构丧失修复价值,对现代化城市造成的直接或间接经济损失将会越来越严重,对结构抗震性能和抗震设计方法的要求也越来越高,主要包括以下两方面:

1) 更加细化的结构性能目标。震害分析^[1-6]表明,以结构在罕遇地震作用下不发生倒塌为抗震设防目标的单一设防标准是不全面的。罕遇地震作用下,除了确保结构不发生倒塌之外,还应该对结构的破坏部位及关键构件的损伤进行合理控制,进行构件层次的损伤评估,将经济损失控制在合理范围内。

2) 抗震能力的定量化评估。地震强度、频谱、持时等三要素均有很大的随机性,烈度异常的情况时有发生,如2008年汶川地震中,汉源县抗震设防烈度为6度,实际地震强度等级达到8度。因此,对结构在特大地震作用下的抗震性能,应该给出合理的评估指标和方法。

我国现行规范^[7]的抗震设计方法为三水准设防、两阶段设计的承载能力极限状态设计法。该方法基于弹性计算对构件进行配筋,对构件在罕遇地震作用下的变形需求主要通过相关的构造措施来保证,对于某些重要结构,也只进行罕遇地震作用下结构弹塑性层间位移角验算,未能准确获得局部结构构件的实际性能,无法进行构件层次的损伤评估。对于结构在超过相应罕遇地震强度的特大地震作用下的抗震性能,现行规范也未给出有效的评估指标和方法。

针对以上两方面内容,本文作者基于构件的变形性能指标限值,给出不同破坏形态构件的失效判别方式,以此为基础,提出基于构件变形的钢筋混凝土剪力墙结构抗震性能判定准则和评估方法,实现构件层次的损伤评估,并给出结构“抗大震能力储备系数”的概念,用以定量评估结构抵抗特大地震的能力储备。最后,严格按现行规范设计了27个剪力墙结构模型,采用本文作者提出的结构性能判定准则和方法,对结构的抗震性能进行分析研究,验证该方法的适用性。

1 RC 剪力墙结构极限状态判别准则

1.1 变形性能指标限值及失效判别

对结构进行抗震性能评估,选取合理的性能指标是关键。结构(构件)性能指标大致可以分为强

度指标、变形指标、能量指标、损伤指标。其中基于位移(变形)的结构抗震设计方法较早提出和应用^[8-9],美国基于性能的抗震设计文件^[10-13]也采用结构位移和构件变形作为性能指标,并强调在控制结构整体性能的同时,须考虑结构构件的受力及变形性能。

作为本课题组研究成果的一部分,文献^[14-16]对各类钢筋混凝土构件的变形性能进行了研究,根据构件破坏机制的不同,将钢筋混凝土梁、柱、剪力墙构件的破坏形态划分为弯曲破坏、弯剪破坏、剪切破坏,并给出各个破坏形态的判别标准;根据《建筑地震破坏等级划分标准》^[17],将钢筋混凝土构件性能划分为完好、轻微损坏、轻中等破坏、中等破坏、不严重破坏和严重破坏6个性能水准,并给出了不同破坏形态构件的5个变形指标限值,见图1。由于构件变形指标概念明确,计算方便,应用广泛,且与现行基于性能的设计方法结合较为紧密,因此本文中采用构件变形作为性能指标,用以判定钢筋混凝土构件的抗震性能,从而对结构整体抗震性能进行评估。

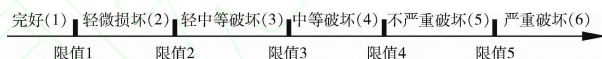


图1 构件性能限值与水准划分

Fig. 1 Component performance levels and deformation limits

构件的破坏形态不同,相应的失效判别方式也不同:

1) 对于弯曲和弯剪破坏形态控制的构件,构件的延性较好,可通过塑性转角对其破坏进行控制。当构件达到性能等级(6)时,构件出现严重的塑性变形,纵筋被压屈或断裂,核心区混凝土被压碎,承载力几乎完全丧失,已不适于继续承载。因此,对于判断为弯曲或剪切破坏的构件,若构件达到性能等级(6),即变形超过限值等级(5),则认为构件失效。

2) 对于剪切破坏形态控制的构件,构件延性较差,可通过承载力对其破坏进行控制,规定剪切破坏形态的构件的剪力需求应该小于构件的受剪承载能力,同时受剪截面应满足文献^[18]中式(3.11.3-4)和式(3.11.3-5)关于最小受剪截面的要求。若不满足受剪承载能力或最小受剪截面要求,则认为构件失效。

1.2 剪力墙结构抗震性能极限状态的判定

结构在地震作用下,由于局部构件发生严重破坏致使结构丧失修复价值,从而造成的经济损失不容忽视。2010年智利地震中^[46],大量剪力墙结构受到不同程度的破坏:一方面,剪力墙结构整体上破坏较轻,很少发生倒塌,特别是中上部楼层,基本完好;另一方面,在这些整体性能基本完好的结构中,很多

结构下部楼层的个别墙肢发生了严重破坏,包括混凝土压碎、纵向钢筋外凸或压屈、墙肢剪坏、剪切裂缝贯通等,结构虽然没有倒塌,但已经丧失修复价值,结构必须推倒重建,造成巨大的经济损失。

因此,结构的抗震性能评估仅仅满足“大震不倒”是不够的,必须对结构构件的性能进行控制。对于剪力墙结构,水平荷载作用下,个别墙肢失效会导致楼层内力的转移和集中,进而可能造成其他墙肢连续失效,并最终倒塌。另外,个别墙肢失效会造成竖向荷载传力路径中断,进而有可能导致结构竖向连续倒塌。因此,钢筋混凝土剪力墙结构的抗震性能极限状态的判定必须考虑剪力墙构件的性能。

《建筑地震破坏等级划分标准》^[17]用构件破坏比例对结构的破坏等级进行划分,但该比例是基于结构整体的,未考虑构件的重要性。对于剪力墙结构等高层建筑结构,层的概念比较明确,1个楼层的失效即意味着整体结构的失效,因此本文中建议以楼层为基本单位进行构件损伤统计和分析。具体到某一层,由于竖向构件失效后直接影响结构的震后使用,甚至引起结构连续倒塌,因此认为结构性能极限状态下,竖向构件不能失效。

综上所述,本文作者将地震作用下剪力墙结构性能极限状态的判定准则归纳如下:

1) 对任意楼层,若有处于弯曲或弯剪破坏形态控制的连梁达到性能等级(6)而剪力墙构件没有达到性能等级(6),认为结构尚处于安全阶段,满足要求;一旦有剪力墙构件达到性能等级(6),则认为结构已经处于危险状态,不满足要求。

2) 对任意楼层,当所有的剪力墙构件均满足受剪承载能力和最小受剪截面要求时,认为结构尚处于安全阶段,满足要求;一旦有剪力墙构件不满足最小受剪截面或受剪承载能力要求,则认为结构已经处于危险状态,不满足要求。

考虑地震动的随机性,采用概率统计的方法,进行一定保证率要求下结构性能极限状态的判定。本文作者考虑95%的最小保证率,即20条地震波计算结果中,若只有1条地震波计算结果判定为结构不安全,则仍认为结构抗震性能满足要求;若有2条地震波计算结果判定为结构不安全,但该2条地震波属于同一次地震事件不同测站的记录结果时,则仍认为结构抗震性能满足要求;除此之外,其他情况均认为结构抗震性能不满足要求。文中结构抗震性能极限状态的判定均按照此原则进行。

1.3 剪力墙结构抗震能力的量化指标

参照文献[19-20]中有关增量动力分析方法和倒塌储备系数(collapse margin ratio, CMR)的定义,提出结构抗大震能力储备系数(seismic capacity margin

ratio,以下简称R)的概念,用以定量表示结构抵抗超大地震能力,R定义为

$$R = I_c / I_0 \quad (1)$$

式中: I_0 表示与结构抗震设防烈度相对应的罕遇地震加速度峰值; I_c 为使结构达到规定抗震性能极限状态的最小地震加速度峰值,此处的结构抗震性能极限状态的判定按照本文1.2节的标准。

1.4 基于构件变形的剪力墙结构抗震性能评估流程

如前文所述,可得到基于构件变形的钢筋混凝土剪力墙结构抗震性能评估流程,如图2所示。



图2 基于构件变形的钢筋混凝土剪力墙结构抗震性能评估流程

Fig. 2 Flow chart of component-deformation-based seismic evaluation of reinforced concrete structures

2 按我国规范设计的钢筋混凝土剪力墙结构抗震性能评估

2.1 典型钢筋混凝土剪力墙结构模型的设计

结构进入弹塑性后,将发生内力重分布,其分布方式与弹性阶段有很大不同,因此无法获得按弹性分析设计的结构薄弱构件和薄弱区位置,按现行规范设计的结构存在一定的未知安全隐患。文中采用1.4节提出的方法,研究按现行规范设计的钢筋混凝土剪力墙结构的抗震性能,检验现行规范抗震措施的合理性。

分不同场地、不同抗震设防烈度、不同高度,严格按规范设计了27个剪力墙结构模型,结构平面布置如图3所示,模型详细信息见表1。

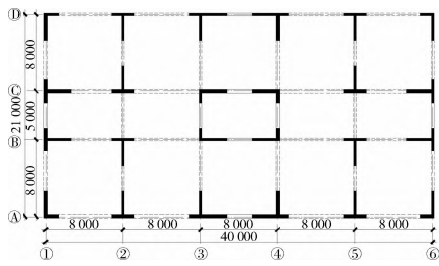


图3 模型平面布置

Fig. 3 Plan layout of structure

表1 模型主要参数

Table 1 Model information of 27 structures

场地特征 周期 T_g/s	楼层总高度/m		
	7度 0.10 g	7度 0.15 g	8度 0.20 g
0.35	81(20层)	81(20层)	61(15层)
	101(25层)	101(25层)	81(20层)
0.45	121(30层)	121(30层)	101(25层)
	81(20层)	81(20层)	61(15层)
0.65	101(25层)	101(25层)	81(20层)
	121(30层)	121(30层)	101(25层)

注:括号内为结构的总楼层数。

为保证模型具有代表性且符合工程实际,模型设计时遵循以下原则:1) 结构首层层高 5.0 m,其余楼层层高 4.0 m,结构总高度满足规范最大适用高度要求;2) 模型中不考虑次梁,将其自质量和梁上荷载等效为楼面均布荷载,等效后的楼面恒载为 3.0 kN/m²,活载为 2.0 kN/m²,主梁上线荷载按实际输入,保证楼层单位面积质量在 1.3 ~ 1.6 t/m² 之间;3) 沿结构高度方向变化混凝土等级,所采用混凝土等级为 C30 ~ C50,受力钢筋为 HRB400,箍筋为 HPB300;4) 模型抗震等级、底部加强区高度、最小配筋率等严格按照规范要求设置,结构周期折减系数取 0.9。以模型 0.35-7-30 为例,部分设计参数如表 2 所示(为方便表述,将模型按“a-b-c”的方式编号,其中 a 表示场地特征周期,b 表示抗震设防烈度,c 表示楼层数。)

模型设计结果中,周期比、位移比、最小剪重比、层间位移角、构件轴压比等参数均满足规范要求。以 7度 0.1 g 的 9 个模型为例,多遇地震作用下结构分析结果主要参数如表 3 所示。

2.2 剪力墙结构弹塑性分析

采用结构弹塑性分析和性能评估软件 PERFORM-3D 进行结构动力弹塑性时程分析。有限

表2 模型 0.35-7-30 设计参数

Table 2 Design information of model 0.35-7-30

楼层	混凝土强度等级		墙厚/mm
	墙肢	梁板	
1~4	C45	C30	300
5~10	C40	C30	300
11~15	C40	C30	250~300
16~20	C35	C30	250~300
21~25	C35	C30	250
26~30	C30	C30	250

表3 7度 0.1 g 模型抗震弹性计算结果

Table 3 Elastic seismic design results of models in Chinese intensity region 7(0.1g)

模型 编号	加强区 楼层	轴压比 n	最大层间位移 角 θ_{max}		周期 T/s		
			X 向	Y 向	1 阶	2 阶	3 阶
0.35-7-20	1~2	0.58	1/1 070	1/1 084	2.97	2.96	2.51
0.35-7-25	1~3	0.56	1/1 058	1/1 033	3.34	3.26	2.72
0.35-7-30	1~3	0.59	1/1 077	1/1 036	3.70	3.56	3.03
0.45-7-20	1~2	0.58	1/1 080	1/1 095	2.97	2.96	2.51
0.45-7-25	1~3	0.57	1/1 079	1/1 073	3.28	3.26	2.74
0.45-7-30	1~3	0.56	1/1 103	1/1 063	3.73	3.55	3.00
0.65-7-20	1~2	0.57	1/1 059	1/1 071	2.55	2.54	2.13
0.65-7-25	1~3	0.55	1/1 073	1/1 077	3.02	3.01	2.49
0.65-7-30	1~3	0.58	1/1 059	1/1 029	3.69	3.59	3.03

注:轴压比限值为 0.6。

元分析模型中,材料强度均采用标准值。混凝土采用 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》^[21]附录 C 中的单轴本构关系,并等效为 PERFORM-3D 中适用的简化五折线单轴本构;采用能量耗散因子考虑混凝土材料滞回退化,且为不同塑性发展程度的材料指定不同的能量耗散因子;不考虑混凝土受拉。钢筋采用不考虑屈曲的两折线本构模型,刚度强化系数取 0.01。剪力墙采用宏观分层单元模拟、连梁采用纤维单元模型,该类模型能在结构整体弹塑性分析中兼顾效率和精度,且可以通过设置监测单元检测钢筋或混凝土材料的应变,适合本中的基于构件性能的结构抗震性能判定。

考虑地震动的随机性,本文中选取 20 条地震波进行结构弹塑性时程分析,包括 4 条人工波和 16 条天然波。天然波从美国太平洋地震工程研究中心 (PEER) 的强震数据库 (GMD)^[22] 中选取。所有模型的地震波均满足规范有关基底剪力和结构主要振型

周期点上的地震影响系数要求。以模型 0.35-7-20 为例,选取的地震波如图 4 所示。

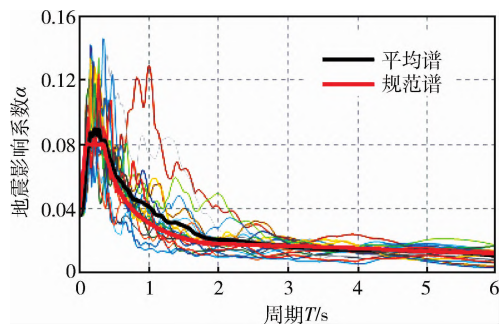


图 4 模型 0.35-7-20 地震波反应谱对比

Fig. 4 Response spectrum curves of code and natural earthquake waves of model 0.35-7-20

结构弹塑性时程分析时,输入地震动考虑双向地震作用,次方向地震动输入强度为 0.85 倍的主方向输入强度;分析考虑 $P-\Delta$ 效应,模态阻尼取定值 5%,考虑高振型影响,时域分析黏滞阻尼根据具体结构取相应的质量系数和刚度系数^[23-24]。

2.3 结构破坏程度与层间位移角的关系

在罕遇地震作用下,统计各个模型 20 条地震波作用下最大层间位移角平均值结果,如表 4 所示。可以看出,各模型最大层间位移角平均值均未超过规范限值(1/120),且有一定富余度(1 ~ 1.78),说明从宏观上看,按规范设计的结构,在罕遇地震作用下能够满足规范层间变形要求。

部分结构墙肢性能按楼层分布情况见图 5,对比表 4 可以发现,结构最大层间位移角一般出现在中部楼层,墙肢破坏却集中在首层,中部楼层的墙肢性能良好。这是因为剪力墙属弯曲型变形结构,由于层间位移角中并未扣除结构整体弯曲的影响,中部楼层整体弯曲引起的位移角较大,实际有害位移角较小。

文献[7]中规定计算层间位移角时,“除以弯曲变形为主的高层建筑外,可不扣除结构整体弯曲变形”,且在附录中说明“高度超过 150 m 或 $H/B > 6$ 的高层建筑,可以扣除结构整体弯曲所产生的楼层水平绝对位移值”,但未给出扣除整体弯曲变形的具体方法,文献[25]研究也表明,应采用有害层间位移角对剪力墙结构的抗震性能进行评估。

因此,采用层间位移角对剪力墙结构进行性能评估具有一定的缺陷,会导致变形与破坏不相符合的情况。单一的层间位移角不能准确反映结构楼层的损坏位置,更不能反映结构构件的破坏程度。因此,对结构进行构件层次的性能评估具有重要意义。

根据统计,27 个模型除底层外的上部楼层墙肢基本处于完好或轻微损坏状态,墙肢破坏主要集中在

表 4 罕遇地震作用下平均最大层间位移角
Table 4 Maximum average inter-story drift ratio under rare earthquake

模型编号	X 向		Y 向	
	θ_{max}	楼层	θ_{max}	楼层
0.35-7-20	1/199	11	1/204	11
0.35-7-25	1/160	12	1/168	11
0.35-7-30	1/178	16	1/184	16
0.35-7.5-20	1/156	11	1/168	12
0.35-75-25	1/149	9	1/167	10
0.35-7.5-30	1/168	12	1/196	15
0.35-8-15	1/163	10	1/165	10
0.35-8-20	1/167	7	1/164	7
0.35-8-25	1/180	13	1/163	16
0.45-7-20	1/153	12	1/160	11
0.45-7-25	1/158	14	1/184	14
0.45-7-30	1/161	13	1/156	13
0.45-7.5-20	1/129	13	1/134	13
0.45-7.5-25	1/129	13	1/130	13
0.45-7.5-30	1/149	17	1/137	17
0.45-8-15	1/176	7	1/175	7
0.45-8-20	1/179	12	1/215	12
0.45-8-25	1/176	17	1/162	16
0.65-7-20	1/157	13	1/164	12
0.65-7-25	1/142	13	1/144	13
0.65-7-30	1/131	13	1/139	13
0.65-7.5-20	1/166	12	1/156	12
0.65-7.5-25	1/168	11	1/171	14
0.65-7.5-30	1/180	9	1/193	17
0.65-8-15	1/158	6	1/128	8
0.65-8-20	1/151	6	1/141	12
0.65-8-25	1/153	7	1/120	17

于底层,且底部楼层属于加强区重要部位,有必要对底层位移角与底层剪力墙破坏之间的关系进行深入分析。由于性能等级(6)是构件的危险状态,也是结构满足性能要求所不允许的状态,因此统计了底层墙肢出现性能等级(6)的模型及其相应工况、层间位移角,如表 5 所示,其中工况编号为 GM1X(Y) ~ GM20X(Y),X(Y)表示地震波作用方向。

由于底层嵌固,层间位移角不受结构整体弯曲的影响,因此底层位移角可视为有害位移角,其大小能够在一定程度上反应结构的真实破坏情况。绘制底层层间位移角与性能等级(6)的墙肢比例关系,如图 6 所示。

由图 6 可以看出,性能等级(6)的墙肢所占比例与相应层间位移角为正相关关系,底层层间位移角较大的结构和工况,处于性能等级(6)的墙肢所占比

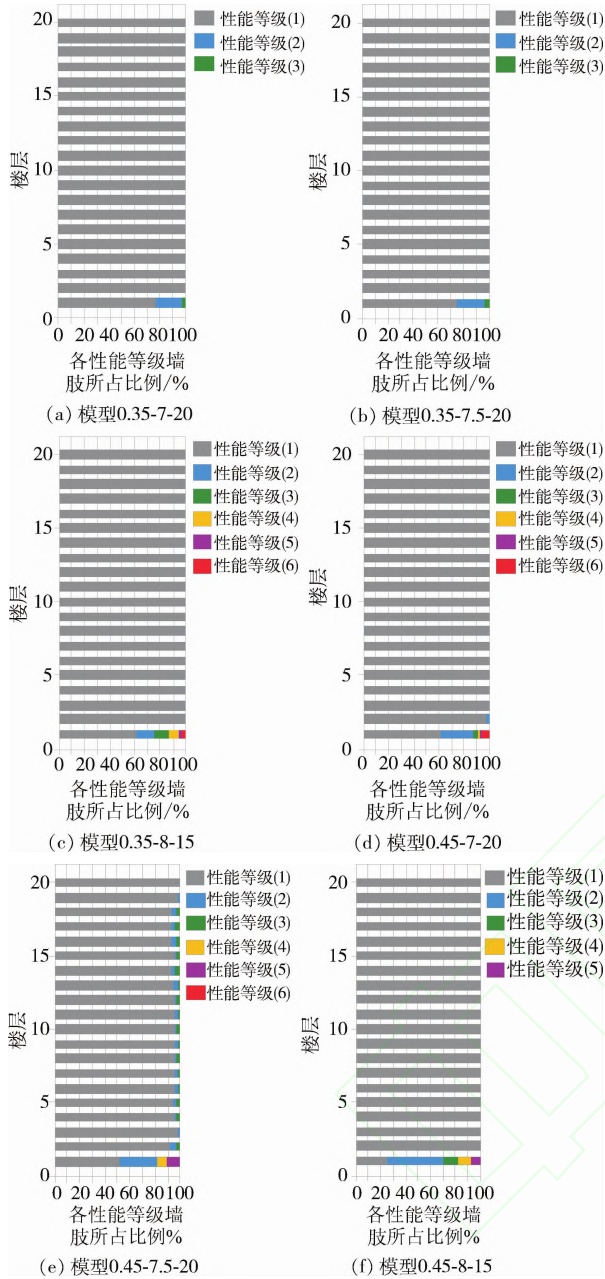


图5 罕遇地震作用下墙肢性能按楼层分布示意

Fig. 5 Shear wall performance under rare earthquake by floor

例也较大。而且图中有两片区域数据比较集中,即层间位移角约为 1/250 时,性能等级(6)的墙肢所占比例约为 10%,层间位移角约为 1/167 时,相应的比例约为 40%。规范规定剪力墙结构弹塑性层间位移角限值为 1/120,根据上述分析结果可知,若结构有害层间位移角达到此限值,则该楼层墙肢严重破坏(性能等级(6))比例应在 50% 以上,已经达到了结构严重破坏的状态。总的来说,有害层间位移角能在一定程度上反应结构的整体破坏状况,因此建议规范用层间位移角判定结构性能时,应明确使用有害层间位移角作为评估参数。

表5 罕遇地震作用下结构底层墙肢出现性能等级(6)的模型及工况

Table 5 Models and load cases information of structures of which shear wall at ground floor reaches 6th performance under rare earthquake

模型编号	工况	出现性能等级(6)的墙肢所占比例	层间位移角 θ
0.35-7.5-20	GM18X	1.6%	1/233
0.35-7.5-20	GM18Y	1.6%	1/249
0.35-8-15	GM8X	37.5%	1/190
0.45-7.5-20	GM18X	3.1%	1/206
0.45-7.5-20	GM18Y	3.1%	1/222
0.45-7-20	GM16X	40.6%	1/149
0.45-7-20	GM16Y	39.1%	1/174
0.65-7.5-20	GM18X	18.8%	1/212
0.65-7.5-20	GM9X	10.9%	1/261
0.65-7.5-20	GM9Y	7.8%	1/341
0.65-7.5-20	GM18Y	4.7%	1/342
0.65-7.5-25	GM18X	7.8%	1/230
0.65-7.5-25	GM18Y	10.9%	1/273
0.65-7-20	GM16X	34.4%	1/155
0.65-7-20	GM19X	4.7%	1/209
0.65-7-20	GM16Y	42.2%	1/172
0.65-7-20	GM19Y	4.7%	1/214
0.65-7-25	GM17X	42.2%	1/174
0.65-7-25	GM16X	1.6%	1/250
0.65-7-25	GM17Y	34.4%	1/189
0.65-7-30	GM20X	9.4%	1/207
0.65-7-30	GM19X	1.6%	1/211
0.65-7-30	GM19Y	12.5%	1/247
0.65-7-30	GM20Y	7.8%	1/265
0.65-8-15	GM20X	9.4%	1/359
0.65-8-15	GM19X	1.6%	1/617
0.65-8-15	GM20Y	7.8%	1/371
0.65-8-15	GM19Y	12.5%	1/624
0.65-8-20	GM8X	40.6%	1/113
0.65-8-20	GM19X	20.3%	1/172
0.65-8-20	GM8Y	37.5%	1/181
0.65-8-25	GM19X	12.5%	1/199

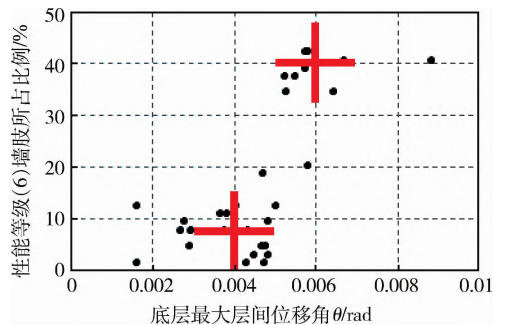


图6 底层层间位移角与墙肢破坏比例

Fig. 6 Relation between inter-story drift ratio at ground floor and shear wall damage ratio

2.4 罕遇地震作用下结构抗震性能评估

用本文的结构性能判定标准和评估方法,得出27个剪力墙结构在罕遇地震作用下的性能如表6所示,其中“√”表示结构满足规定的性能要求,“×”表示结构不满足规定的性能要求。

表6 罕遇地震作用下抗震性能评估结果
Table 6 Structural seismic performance under rare earthquake

楼层	评估结果			抗震设防烈度
	$T_g=0.35$	$T_g=0.45$	$T_g=0.65$	
20	√	√	×	7度0.1g
25	√	√	√	
30	√	√	×	
20	√	√	×	7度0.15g
25	√	√	√	
30	√	√	√	
15	√	√	×	8度0.2g
20	√	√	×	
25	√	√	√	

由表6可以看出,按场地特征周期为0.35s和0.45s设计的18个结构均能满足规定的性能要求,而场地特征周期为0.65s的结构只有部分满足性能要求。由于场地特征周期为0.65s的结构性能判定结果规律不明显,且模型数量有限,无法给出确定的结论。因此,可以认为当场地特征周期为0.35s和0.45s时,按现行规范设计的钢筋混凝土剪力墙结构安全性较好,能够满足基于构件层次的结构抗震性能要求。

对比表4中各个结构模型的最大层间位移角,可知按我国现行规范以层间位移角作为性能指标对结构性能进行评估时,各结构均能满足规范要求;然而采用本文提出的基于构件变形的结构性能评估方法对结构构件的破坏情况进行分析,则发现0.65s场地特征周期的结构剪力墙破坏更为严重。由此可见,仅采用层间位移角对结构的抗震性能进行评估较为粗略,不能反映结构的实际破坏状况,应对结构进行构件层次的性能评估,确定结构的局部破坏状态。

2.5 增量动力分析及结构抗大震能力储备

为研究现有规范设计的剪力墙结构抗大震能力储备,本文中选取按0.35s和0.45s场地特征周期设计的有冗余的结构模型进行增量动力分析。采用峰值加速度 a_{pg} 作为地震动强度指标(intensity measure, IM),加载强度分不同等级:第一级强度相应于设防烈度的多遇地震,第二等级为设防烈度对应的地震强度,第三等级为相应于设防烈度的罕遇地震,此后加载强度分别为1.2倍罕遇地震、1.4倍罕遇地震、1.6倍罕遇地震,以此类推,直至结构达到本文中规定的结构性能极限状态。

图7为模型0.35-7-20的墙肢性能分布,可以看出,随着地震强度的不断增大,剪力墙破坏越来越严重,而破坏部位仍然集中在底层,上部楼层剪力墙直到 $a_{pg}=260\text{ cm/s}^2$ 时,才发生轻微损坏,当 $a_{pg}=350\text{ cm/s}^2$ 时,才有个别的墙肢达到中等破坏状态。其余模型的破坏规律与此类似。

对于模型0.35-7-20,统计了20条地震波作用下底层层间位移角增量动力分析(IDA)结果,如图8所示。由图8可以看出,模型底层层间位移角在曲线 $a_{pg}=250\text{ cm/s}^2$ 左右斜率有所改变,层间位移角增速加快,而7度设防对应罕遇地震的地震波加速度峰值为 220 cm/s^2 ,说明在罕遇地震作用下,剪力墙结构性能良好。对比图7的底部墙肢性能分布,当 $a_{pg}=260\text{ cm/s}^2$

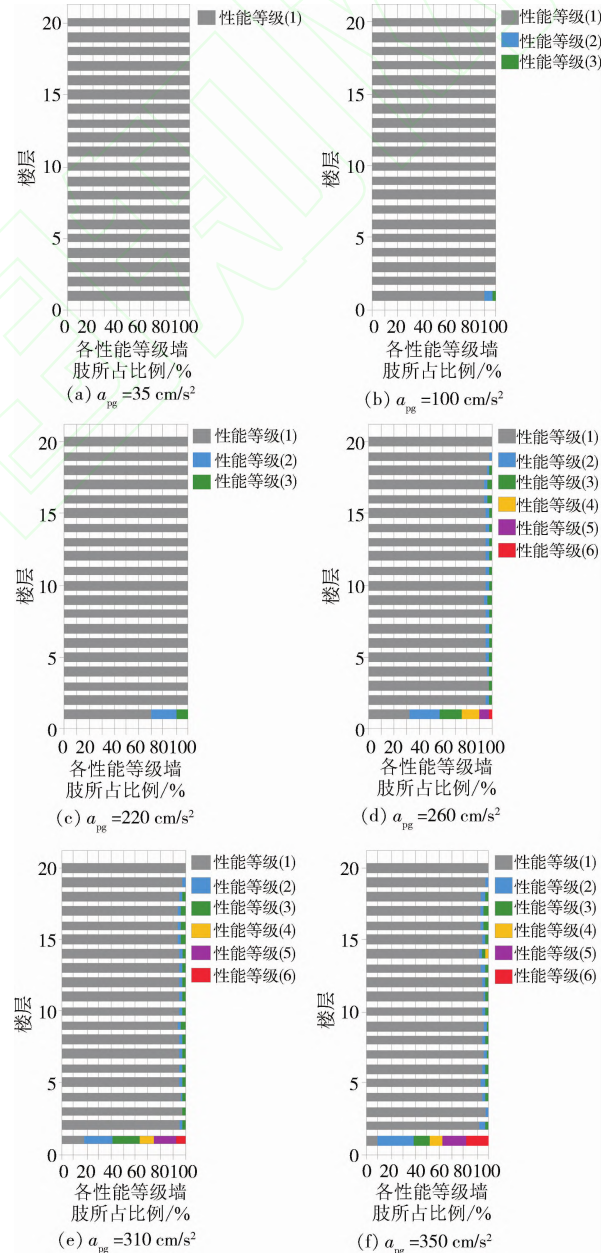


图7 模型0.35-7-20墙肢性能分布示意

Fig. 7 Shear wall performance of model 0.35-7-20

时,底部墙肢已有性能等级(6)出现,即已有墙肢发生了严重破坏,说明两者对应较好。

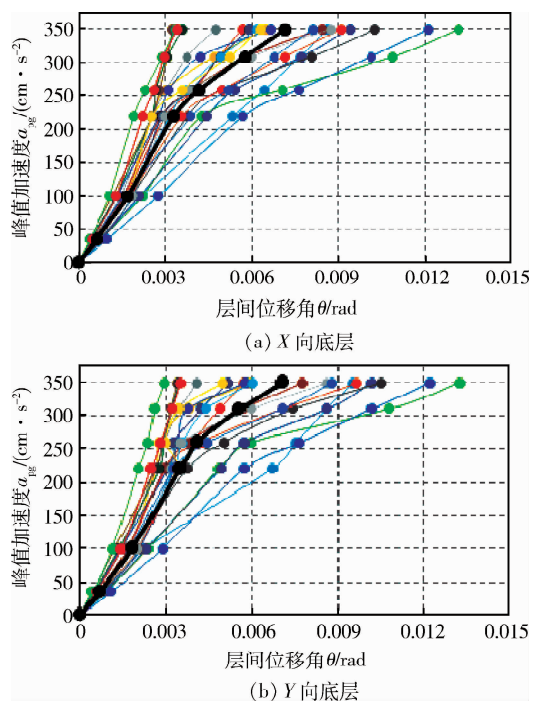


图8 模型0.35-7-20底层层间位移角IDA曲线
Fig. 8 IDA curves of peak inter-story drifts for ground floor of model 0.35-7-20

以本文中给出的结构抗震性能极判定标准为界,得出结构抗大震能力储备如表7所示。可以看出,模型0.35-7-20的抗大震能力储备系数约为1.4~1.6,其余5个模型的抗大震能力储备系数约为1.2~1.4。说明按0.35s和0.45s场地特征周期设计的钢筋混凝土剪力墙结构具有一定的抵抗特大地震的能力储备。

表7 模型抗大震能力储备系数

Table 7 R values of shear wall structures

模型编号	R
0.35-7-20	1.41~1.59
0.35-7-25	1.41~1.59
0.35-7-30	1.41~1.59
0.35-7.5-20	1.19~1.39
0.35-7.5-25	1.00~1.20
0.35-7.5-30	1.20~1.39
0.35-8-15	1.20~1.40
0.35-8-20	1.00~1.20
0.35-8-25	1.20~1.40
0.45-7-20	1.18~1.41
0.45-7-25	1.41~1.59
0.45-7-30	1.41~1.59
0.45-7.5-20	1.19~1.39
0.45-7.5-25	1.19~1.39
0.45-7.5-30	1.19~1.39
0.45-8-15	1.20~1.40
0.45-8-20	1.20~1.40
0.45-8-25	1.20~1.40

3 结论

1) 剪力墙结构层间位移角的大小与构件的损伤程度不相符合,有害层间位移角能够在一定程度上反应结构的整体破坏状况。目前规范采用层间位移角评估结构的抗震性能尚有不足,对结构进行构件层次的性能评估有助于弥补这一不足。

2) 在7度0.1g、7度0.15g和8度0.2g设防烈度下,场地特征周期为0.35s和0.45s的钢筋混凝土剪力墙结构能够满足本文中从结构抗震设计角度提出的结构性能极限状态要求;场地特征周期为0.65s的结构大多不能满足性能要求;按0.35s和0.45s场地特征周期设计的钢筋混凝土剪力墙结构抗大震能力储备系数大多在1.2~1.4,具有一定的抵抗特大地震的能力储备。

3) 提出的基于构件变形的钢筋混凝土剪力墙结构抗震性能评估方法能够较好地反映剪力墙结构在地震作用下的损伤部位和构件破坏程度,弥补了仅用层间位移角对结构抗震性能进行评估的不足。同时,该方法给出了“抗大震安全储备系数”的概念,可以对罕遇地震甚至特大地震作用下结构的抗震能力进行定量评估。

参考文献

- [1] 小谷俊介. 日本基于性能结构抗震设计方法的发展[J]. 建筑结构, 2000, 30(6): 3-9.
- [2] 罗奇峰, 王玉梅. 从近几年震害总结中提出的结构性能设计理论[J]. 工程抗震, 2001(2): 3-7.
- [3] 王亚勇. 汶川地震建筑震害启示: 三水准设防和抗震设计基本要求[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 26-33. (WANG Yayong. Lessons learnt from building damages in the Wenchuan earthquake; three earthquake performance objectives and basic requirements for seismic design of buildings[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 26-33. (in Chinese)).
- [4] Rojas F, Naeim F, Lew M, et al. Performance of tall buildings in Concepción during the 27 February 2010 moment magnitude 8.8 offshore Maule, Chile earthquake[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2011, 20(1): 37-64.
- [5] Carpenter L D, Naeim F, Lew M, et al. Performance of tall buildings in Viña del Mar in the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2011, 20(1): 17-36.
- [6] Lagos R, Kupfer M, Lindenberg J, et al. Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile [J]. International Journal of High-Rise Buildings, 2012, 1(3): 181-194.

- [7] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010. (GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))
- [8] Sozen M A. Review of earthquake response of RC buildings with a view to drift control [C]//State-of-the-art in Earthquake Engineering. Ankara, Turkey: Turkish National Committee on Earthquake Engineering, 1981: 383-418.
- [9] Moehle J P. Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes [J]. Earthquake Spectra, 1992, 8(3): 403-428.
- [10] FEMA 273 NEHTP guidelines for seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [11] FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [12] ASCE/SEI 41-06 Seismic rehabilitation of existing buildings [S]. Reston, VS: American Society of Civil Engineers, 2007.
- [13] ASCE/SE 41-13 Seismic evaluation and retrofit of existing buildings [S]. Reston, VS: American Society of Civil Engineers, 2014.
- [14] 季静, 肖启艳, 黄超, 等. 基于性能的钢筋混凝土剪力墙受弯破坏变形限值的研究 [J]. 建筑结构学报, 2010, 31(9): 35-41. (JI Jing, XIAO Qiyang, HUANG Chao, et al. Research on deformation limits of performance-based RC shear walls controlled by flexure [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(9): 35-41. (in Chinese))
- [15] 劳晓春, 韩小雷. 延性 RC 剪力墙构件的性能指标限值 [J]. 工程力学, 2011, 28(9): 157-164. (LAO Xiaochun, HAN Xiaolei. The performance index limits for ductile RC shear walls components [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(9): 157-164. (in Chinese))
- [16] 劳晓春, 韩小雷, 黄超. 基于中国规范的剪力墙构件性能指标限值初探 [J]. 地震工程与工程振动, 2010, 20(4): 45-50. (LAO Xiaochun, HAN Xiaolei, HUANG Chao. Research on performance index value for shear wall components based on Chinese codes [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 20(4): 45-50. (in Chinese))
- [17] 中华人民共和国建设部(1990)建抗字第 377 号 建筑地震破坏等级划分标准[S]. 北京:中华人民共和国建设部, 1990.
- [18] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011. (JGJ 3—2010 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese))
- [19] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.
- [20] Applied Technology Council, Federal Emergency Management Agency. Quantification of building seismic performance factors [R]. America: Federal Emergency Management Agency, 2008.
- [21] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011. (GB 50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese))
- [22] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER strong ground motion database [DB/OL]. Berkley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center. [2014-01-10]. <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>.
- [23] 董云, 楼梦麟. 基于结构基频确定 Rayleigh 阻尼系数的优化方法及其讨论 [J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2014, 41(2): 8-13. (DONG Yun, LOU Menglin. A optimization solution for rayleigh damping coefficients based on the fundamental frequency of structure [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2014, 41(2): 8-13. (in Chinese))
- [24] 陈旭, 李建中. 结构动力分析中 Rayleigh 阻尼合理取值研究 [J]. 结构工程师, 2013, 29(5): 28-33. (CHEN Xu, LI Jianzhong. Selection of the rayleigh damping matrix in structural dynamic analysis [J]. Structural Engineering, 2013, 29(5): 28-33. (in Chinese))
- [25] 邓明科, 梁兴文, 辛力. 剪力墙结构基于性能抗震设计的目标层间位移确定方法 [J]. 工程力学, 2008, 25(11): 141-148. (DENG Mingke, LIANG Xingwen, XIN Li. Determination of target story drift for RC shear wall structure in performance-based seismic design [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(11): 141-148. (in Chinese))